

複層斜交重ね板壁構法による耐震壁に関する研究 (その1) 構法および実験概要

複層斜交重ね板壁 木造建築物 構造耐力要素
 構造性能評価 限界耐力計算

正会員 ○北原 彩花*1
 同上 高岩 裕也*2
 同上 戸田 充*3
 同上 櫻井 暢二*4
 同上 高橋 *5
 同上 松野 浩一*6

1. 研究の背景と目的

木造建築物の構造耐力要素として、せん断系に分類される貫を内蔵した土塗り壁、木摺り壁、落とし込み板壁、近年になって構造用合板による面材壁、軸部材の相欠きによる面格子壁、軸力系に分類される筋交いなどが一般的に採用されている。その中で、文化財指定木造建造物など伝統木造建築には、主に貫を内蔵した土塗り壁が用いられてきた。明治時代以降、西洋木造構法により洋館、和風、洋風を折衷した和・洋館などの木造建築には、日本の伝統木造建築の設えを創出してきた真壁に代わり大壁が用いられ、筋交いを内蔵した木摺り漆喰壁が多く用いられた。その後、筋交いは住宅を中心とした今日の現代木造建築には一般的に用いられる構造耐力要素となっているが、明治時代以前では筋交いを土塗り壁の中に入れる考え方は一般的ではなく、その起源も定かでない。

一方、今日では鋼材を利用した仕口金物、木造軸組の靱性を高めるために仕口部分に取り付けるダンパーなどが多く考案され使用されている。

この様に、木造建築物には多種多様な構造耐力要素が存在しているが、初期剛性、降伏耐力、最大耐力、靱性能など建物全体の構造性能を向上させる優れた要素が見当たらないのが現状である。

ところで、歴史的、文化的、産業的な観点から今日まで原型を留めながら保存されてきた伝統木造建築物の多くが文化財指定を受け、それらの活用が進められている。これら建物の内部を含め広く公開して活用するためには耐震性能を付与することが絶対条件である。なぜならば、これら建築物が建てられた時代において、人々が地震を恐れていた事は容易に想像できるが、木造構法は発展してきたが耐震構法はほとんど発展して来なかった。

この様な伝統木造建築物の時代的背景から、既存する文化財指定建物を含む伝統木造建築物の耐震性能向上に資するため、小幅板による複層斜交重ね板構法による面材壁を考案して多くの実験的研究を進めてきた¹⁾。

本研究では、大規模木造建築物に適用する壁仕様を考案して、壁試験体による面内繰返しせん断力載荷実験を実施した。実験結果から研究対象壁の構造性能評価を行ったので、本報(その1)からその5までの5編に分けて報告する。さらに、これらの実験データを用いて限界耐力計算により大規模伝統木造建築物の耐震補強設計を実施して、研究対象壁の有用性を確認したので、耐震補強設計概要を

その6で紹介する。

2. 複層斜交重ね板構法

無垢材の小幅板を実効ぎで継ぎ、斜交に三層重ねることで構面を構成する構法である。軸組構法では床組や屋根を構成する水平構面と壁を構成する鉛直構面から建築空間を形成する。本木造構法は、水平構面の床組、鉛直構面の壁面を構築できるものである。複層斜交重ね板構法の板構成方法、枠タイプにおける軸組への組み込み方法を図1、2に、床組例、鉛直構面例を写真1、2にそれぞれ示す。

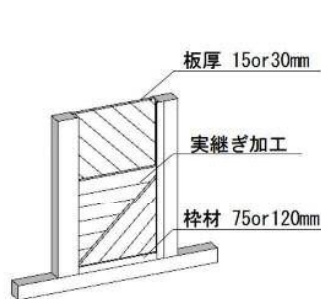


図1 重ね板構成方法

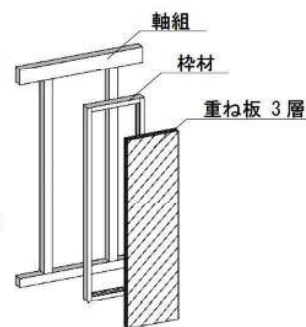


図2 枠タイプ組み込み方法



写真1 床組試験体



写真2 鉛直構面試験体

3. 試験体概要

本研究では、上述した構法に基づき構築された複層斜交重ね板壁の静的面内せん断実験を実施し、構造性能を把握する。複層斜交重ね板壁の構造性能を決定する上で支配的なパラメータとなる、(1)ビス仕様、(2)アスペクト比の2点を試験体パラメータとする。試験体概要を表1に、試験体図面を表2に示す。

まず、本実験において、ビスおよびダボ、若しくはビスのみによって壁板と柱を拘束した。ビスの仕様は、中板を柱に向けてビス打ちした仕様(以下中ビス)、外板1枚と中板を柱に向けてビス打ちした仕様(以下中外ビス)、外板2枚と中板を柱に向けてビス打ちした仕様(以下外中外ビス)の3パターンとする。

Study on the wooden built-up seismic wall with rabbit joint(Part1) Construction and experiment outline

Ayaka Kitahara, Yuya Takaiwa, Mitsuru Toda, Nobuji Sakurai, Takahashi, Koichi Matsuno

そして(2)アスペクト比は、試験体高さに対する、試験体長さの比率(アスペクト比)をパラメータとして、板壁の構造性能について分析を行う。なお、本実験では、試験体高さを3000mmと2560mmの2パターン、試験体長さを665、910、1365、1820mmの4パターンとした。

また本実験では、大変形時において、ほぞの破壊および柱脚の浮き上がりを抑制するため、一部試験体に柱脚金物を設置しすることにより、区別している。

4. まとめ

本報では、複層斜交重ね板構法の概要および本実験で使用する試験体概要について述べた。次報以降では、複層斜交重ね板壁の分析方法および実験結果について大局的に示し、先に示したパラメータについて別に分析・考察する。

参考文献

- 1) 松野浩一他：重ね板壁構法による耐震壁に関する研究その1～14、日本建築学会大会学術講演梗概集

表1 試験体概要一覧

試験体諸元											パラメータ	
No.	名称	壁高さ	枠幅	壁長さ	壁板のビス止め	軸組と枠との固定法	柱脚金物	板材：120×厚さ[mm]			ビス仕様	アスペクト比
		[mm]	[mm]	[mm]				斜	横	斜		
1	3000-120-910-外中外枠ダボビス・V	3,000	120	910	外・中・外板	ダボ・ビス	○	30	30	30	○	
2	3000-120-910-外中外ビス・V	3,000	120	910	外・中・外板	ビス	○	30	30	30	○	
3	3000-120-910-中外枠ダボビス	3,000	120	910	中・外板	ダボ・ビス		30	30	30	○	
4	3000-120-910-中外ビス	3,000	120	910	中・外板	ビス		30	30	30	○	○
5	3000-120-910-中ビス	3,000	120	910	中板	ビス		30	30	30	○	
6	3000-75-910-外中外ビス・V	3,000	75	910	外・中・外板	ビス	○	15	15	15	○	
7	3000-75-910-外中外ビス	3,000	75	910	外・中・外板	ビス		15	15	15	○	
8	3000-120-665-外中外ビス	3,000	120	665	外・中・外板	ビス		30	30	30		○
9	3000-120-1365-中外ビス	3,000	120	1,365	中・外板	ビス		30	30	30		○
10	3000-120-1820-中外ビス	3,000	120	1,820	中・外板	ビス		30	30	30		○
11	2560-120-665-中外ビス	2,560	120	665	中・外板	ビス		30	30	30		○
12	2560-120-910-中外ビス	2,560	120	910	中・外板	ビス		30	30	30		○
13	2560-120-1365-中外ビス	2,560	120	1,365	中・外板	ビス		30	30	30		○
14	2560-120-1820-中外ビス	2,560	120	1,820	中・外板	ビス		30	30	30		○
15	3000-120-1365-外中外ビス・V	3,000	120	1,365	外・中・外板	ビス	○	30	30	30		
16	3000-120-1820-外中外ビス・V	3,000	120	1,820	外・中・外板	ビス	○	30	30	30		

表2 試験体図面

断面図		立面図					
断面図		立面図					
壁高さ		2560			3000		
壁長さ		910	1365	1820	910	1365	1820

*1 東洋大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程	*1 Graduate School of Science and Engineering Research Course, Toyo University
*2 東洋大学大学院理工学研究科建築・都市デザイン専攻 博士課程	*2 Doctoral Student, Dept. of Arch. and Urban Design, Toyo University
*3 ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社	*3 JR West Japan Consultants Company
*4 株式会社能勢建築構造研究所	*4 Nose Structural Engineering Company
*5 株式会社サンエイコー東日本	*5 Saneiko East Japan Company
*6 東洋大学理工学部建築学科教授 博士(工学)	*6 Professor, Department of Architecture, Toyo University. Dr.Eng.

複層斜交重ね板壁構法による耐震壁に関する研究

(その2)実験結果

実験結果	複層斜交重ね板壁	初期剛性
降伏荷重	最大耐力	靱性能

正会員	○森本 千尋*1
同上	高岩 裕也*2
同上	戸田 充*3
同上	櫻井 暢二*4
同上	高橋*5
同上	松野 浩一*6

1. 研究の背景と目的

前報では、既報までの重ね板壁に対して、研究背景を鑑みて大規模木造建築物の耐震補強への適用という観点から構法的な改良を行い、複層斜交重ね板壁構法による耐震壁を考案した。そして、構法概要および本実験で使用する試験体概要について示した。

本報ではこれらを踏まえ、本構法板壁試験体の性能評価方法および実験結果について述べる。

2. 実験荷重方法

荷重装置は、建築基準法施行令第46条第4項表1の(八)に基づく木造軸組み耐力壁の試験方法に示されているタイロット式を採用し、荷重にはストローク700mmの押し引き油圧ジャッキを用いた。荷重装置を図1に示す。

荷重装置の油圧ジャッキ側から試験体側に正荷重、試験体側から油圧ジャッキ側に負荷重とし、正負交番繰り返し荷重を行う。目標変形角の設定は、真のせん断変形角が1/600、1/300、1/150、1/120、1/90、1/60、1/40、1/30、1/25、1/20、1/15、1/10radの正負変形時とし、繰り返し回数は1/600radを1回、1/300、1/150、1/120、1/90、1/60、1/40、1/30、1/25、1/20、1/15radを3回、1/10radは正方向押し切りとした。

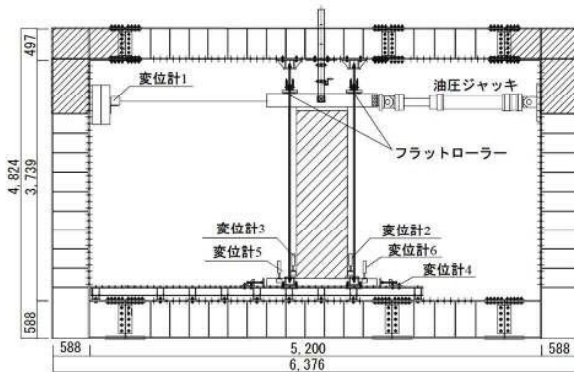


図1 荷重装置

3. 分析方針

3.1 包絡線の評価

静的面内せん断実験により得られた履歴曲線から、目標変形角ごとの最大荷重を拾った包絡線を作成した。次

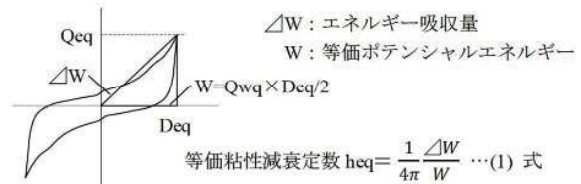
報以降は、これに基づき荷重-変形角関係の評価および分析を行う。また、エネルギー吸収量および等価粘性減衰定数についても同様に、これに基づいて評価を行う。

ここで、その3、4で使用する実験結果の値は、定量的な評価を行うため、各変形角において1サイクル目の値を使用する。また正荷重、負荷重間では、双方で性能の差異が少ないため、実験結果の値は、正荷重時の値を用いて評価を行う。

3.2 エネルギー吸収量・等価粘性減衰定数

面内せん断実験により得られた複層斜交重ね板壁の復元力特性について、等価線形化法を用いて等価な減衰特性値に置換する。ここで等価粘性減衰定数は、各変形角における最大耐力 Q_{eq} とその時の変形角 Deq から算出した等価ポテンシャルエネルギー W と、エネルギー吸収量 ΔW の比により求める。(1)式、図2に等価線形化法による等価粘性減衰定数の算出方法を示す。

図2 等価線形化法



4. 実験結果

試験体特性値一覧を表1に示す。試験体特性値は、3サイクル内において、1サイクル目の耐力が最大であることから、1サイクル目の値を示す。ここで、試験体特性値の項目は、降伏耐力 P_y 、特定変形角時の耐力 $P_{1/120}$ 、 $P_{1/150}$ 、終局耐力 P_u 、最大耐力 P_{max} 、最大耐力時変形角 R_{max} 、壁倍率 α 、エネルギー吸収量 ΔW および等価粘性減衰係数 heq である。

また本研究では、(2)式から特定変形角1/150rad時における壁倍率 α を求めた。このときのせん断力 P は(3)式より算出した。

エネルギー吸収量 ΔW は、各変形角のエネルギー吸収量を足し合わせたものを示す。また等価粘性減衰定数は、1/90rad時の等価粘性減衰定数を求める。この変形角1/90radは・・・

5. まとめ

本報では、複層斜交重ね板壁による実験概要および実験結果について述べた。実験結果では、試験体の特性値および分析方針について示した。これより、次報以降（その3、4）では分析方針を踏まえ、ビス仕様およびアスペクト比による性能評価を行う。

壁倍率 $\alpha = 1.96 \times P \times L \dots (2)$ 式

せん断力 $P = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{max} \times 2/3 \\ 0.2P\sqrt{2\mu-1} \dots (3)式 \\ P_{1/150} \end{array} \right.$

表1 試験体特性値一覧

NO.	試験体名称	特性値 ^{※1}										
		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩ ^{※2}	⑪ ^{※3}
1	3000-120-665-外中外ビス	正	8.30	10.11	5.35	6.16	13.41	15.16	31.60	4.1	1.44	0.094
		負	7.51	9.79	5.49	6.20	12.90	14.68	26.02	4.2	1.67	0.097
2	3000-120-910-外中外枠ダボビス・V	正	16.61	21.39	12.13	15.20	28.32	32.08	32.20	6.8	0.75	0.099
		負	20.38	22.56	13.97	17.40	29.35	33.84	42.91	7.8	0.74	0.102
3	3000-120-910-外中外ビス・V	正	15.44	20.19	11.86	12.80	25.82	30.28	31.44	6.7	1.61	0.095
		負	19.39	17.95	8.80	10.32	24.82	26.92	31.17	4.9	1.59	0.093
4	3000-120-910-中外枠ダボビス	正	8.10	10.19	7.36	7.12	13.22	15.28	20.23	4.0	1.52	0.094
		負	12.30	13.47	8.43	8.08	17.51	20.20	25.36	4.5	1.36	0.092
5	3000-120-910-中外ビス	正	12.10	11.17	5.11	5.44	15.39	16.76	15.11	2.9	0.71	0.092
		負	10.74	12.21	7.60	7.00	16.58	18.32	20.85	3.9	0.94	0.092
6	3000-120-910-中ビス	正	8.44	7.17	3.17	2.20	9.84	10.76	15.23	1.2	0.77	0.107
		負	5.96	6.53	2.64	2.76	9.06	9.80	14.65	1.5	0.94	0.092
7	3000-120-1365-外中外ビス・V	正	33.38	41.07	36.16	26.80	53.27	61.60	30.00	10.0	1.31	0.095
		負	35.05	40.24	29.95	29.20	52.29	60.36	41.93	10.9	1.35	0.097
8	3000-120-1365-中外ビス	正	27.64	32.20	16.85	41.29	48.30	24.43	-	6.3	1.00	0.100
		負	-	-	-	-	-	-	-	-	1.07	0.085
9	3000-120-1820-外中外ビス・V	正	42.39	47.71	39.08	32.60	61.14	71.56	16.55	9.1	0.42	0.094
		負	49.33	49.49	37.78	36.28	66.22	74.24	31.57	10.2	0.41	0.094
10	3000-120-1820-中外ビス	正	30.93	32.13	37.80	36.84	35.08	48.20	39.82	8.7	0.48	0.089
		負	23.72	28.19	21.73	31.08	39.08	42.28	63.10	6.1	0.52	0.096
11	3000-75-910-外中外ビス・V	正	14.39	16.83	10.44	11.72	21.74	25.24	30.31	5.9	0.68	0.173
		負	13.82	16.56	13.17	11.96	21.04	24.84	30.22	6.7	0.73	0.101
12	3000-75-910-外中外ビス	正	10.12	13.15	8.26	9.56	15.75	19.72	30.56	4.6	1.00	0.093
		負	13.46	14.08	8.76	9.32	17.94	21.12	41.11	4.9	0.98	0.099
13	2560-120-665-中外ビス	正	9.03	9.92	6.58	5.64	13.22	14.88	17.43	4.3	1.55	0.092
		負	7.92	9.84	6.08	6.23	12.90	14.76	13.91	4.7	1.64	0.099
14	2560-120-910-中外ビス	正	11.46	12.88	10.10	34.19	16.94	19.32	14.85	4.5	1.30	0.094
		負	9.58	12.32	8.72	48.46	16.03	18.48	19.00	4.6	1.67	0.100
15	2560-120-1365-中外ビス	正	20.54	23.76	12.23	11.60	30.65	35.64	20.70	4.3	3.27	0.094
		負	21.54	24.32	12.58	14.80	33.29	36.48	20.55	4.7	3.07	0.091
16	2560-120-1820-中外ビス	正	26.90	28.11	27.64	26.12	34.83	42.16	39.25	7.3	3.56	0.093
		負	29.59	34.19	17.48	26.32	48.46	51.28	31.10	4.9	3.73	0.090

※1 ① 載荷方向、② 降伏耐力 P_y (kN)、③ $P_{max} \times 2/3$ (kN)、④ $0.2P_u \sqrt{2\mu-1}$ (kN)、⑤ 特定変形角 $P_{1/150}$ (kN)、⑥ 終局耐力 P_u (kN)、⑦ 最大耐力 P_{max} (kN) ⑧ 最大耐力時変形角 R_{max} (1/rad)、⑨ 壁倍率 α 、⑩ エネルギー吸収量 ΔW 、⑪ 等価粘性減衰定数 heq

※2 ⑩ エネルギー吸収量は、1/15rad までの値とする

※3 ⑪ 等価粘性減衰定数は、1/90rad 時の値とする

※4 太字は、壁倍率の算出に用いた値

*1 東洋大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程	*1 Graduate School of Science and Engineering Research Course, Toyo University
*2 東洋大学大学院理工学研究科建築・都市デザイン専攻 博士課程	*2 Doctoral Student, Dept. of Arch. and Urban Design, Toyo University
*3 ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社	*3 JR West Japan Consultants Company
*4 株式会社能勢建築構造研究所	*4 Nose Structural Engineering Company
*5 株式会社サンエイコー東日本	*5 Saneiko East Japan Company
*6 東洋大学理工学部建築学科教授 博士(工学)	*6 Professor, Department of Architecture, Toyo University. Dr.Eng.

複層斜交重ね板構法による耐震壁に関する研究

(その3) 複層斜交重ね板壁のせん断特性における仕様の影響

複層斜交重ね板壁 初期剛性 降伏耐力
 最大耐力 破壊性状と靱性能

準会員 ○鈴木 郁弥*1
 正会員 柳田 実肃*2
 同上 戸田 充*3
 同上 櫻井 暢二*4
 同上 高橋 佳伸*5
 同上 松野 浩一*6

1. 研究の背景と目的

前報(その1, 2)では複層斜交重ね板構法の概要と研究対象壁の面内繰返しせん断力荷重実験概要, せん断特性値の評価手法, 実験結果について報告し, 複層斜交重ね板壁のせん断特性を示した。本報では, 複層斜交重ね板壁の構造性能が何に起因するのか明確にすることを目的とし, その構造性能に関わる実験パラメータの影響について報告する。影響を確認するために柱頭, 柱脚の接合部に取り付く接合金物, 小幅板を枠材に固定するためのビスの仕様, 軸組と壁枠を固定する際に用いるダボを検討項目とする。

2. 複層斜交重ね板壁仕様による影響

2.1 接合金物

接合金物には5kN用のV字形金物を用い, 試験体左右柱頭, 柱脚の表裏の計8ヶ所にそれぞれ取り付けた。検討はNo. ⑪, No. ⑫試験体(仕口仕様: 接合金物有り, 接合金物無し)を用いて行った。図1に実験によって得られた荷重-真のせん断変形角関係を, 図2に前報(その2)に記した方法で算出したエネルギー吸収量を, 図3に包絡線をそれぞれ示す。

No. ⑪試験体は, 1/150rad 付近から荷重が上昇し始め, 真のせん断変形角が増大しても No. ⑫試験体とは一定の倍率を維持したまま荷重が高くなった。また, 1/60rad 付近からエネルギー吸収量が漸増していることから, No. ⑪試験体は No. ⑫試験体に比較して高い靱性能もつことが確認できる。これは接合金物が引張り側柱脚ほどの破壊を抑制したためと考えられる。

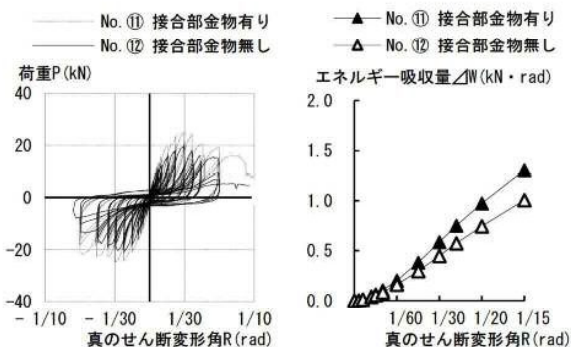


図1 荷重-真のせん断変形角関係

図2 エネルギー吸収量

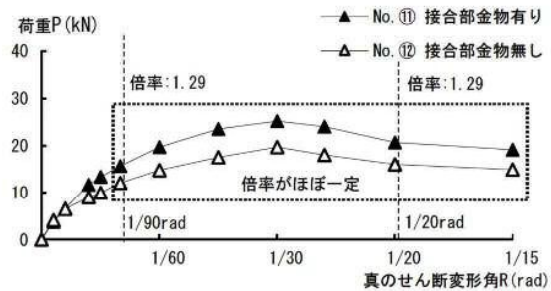


図3 正方向加力時包絡線 (No. ⑪⑫試験体)

2.2 壁板ビス仕様

前報(その1)で記した中ビス, 中外ビス, 外中外ビスのビス留め仕様の影響を確認するため, No. ③, No. ⑤, No. ⑥試験体(ビス留め仕様: 外中外ビス+接合金物, 中外ビス, 中ビス)について検討を行った。なお, 外中外ビス仕様については実際の建物への実用性を考慮し, 接合金物を取り付けて実施したため, 2.1に記した接合金物の影響の差分を考慮した推定値(以下推定試験体: 外中外ビスとする)を用いて考察する。図4に実験によって得られた荷重-真のせん断変形角関係を, 図5にエネルギー吸収量の推移を, 包絡線を図6にそれぞれ示す。

壁枠にビス打ちで固定する壁板の層数が増えるごとに初期剛性及び初期段階のせん断耐力は上昇し, エネルギー吸収量も同様の傾向を示すことを確認した。最大耐力はNo. ⑥試験体と比較し, No. ⑤試験体は1.42倍, 推定試験体は2.12倍を示し, ビス留め仕様による耐力の向上を確認した。しかしながら, 固定する壁板の層数が多いほど荷重低下が早期に起こり, No. ⑤試験体では1/20rad, 推定試験体では1/30rad からそれが確認できた。これは固定する壁板の層数の増加に伴い耐力が上昇し, 接合部の破壊を引き起こしたことに起因すると考えられる。

これらより, 壁枠にビス打ちで固定する壁板の層数を増やすことは小変形時から大変形時にわたってせん断耐力を向上させるのに有効であることが確認できた。しかし, 固定する壁板の層数を増やすことは, 大変形時における柱脚接合部の破壊により, せん断耐力低下も同時に引き起こすので, 設計時には接合部の破壊を如何にして抑制するかが重要であると言える。

Study on the wooden seismic wall which is comprised of a board with rabbet joint put diagonally each other

(Part3) Influence of differences in specification of the wooden built-up seismic wall with rabbet joint on structural performance

Ikumi Suzuki, Mishuk Yanagida, Mitsuru Toda, Nobuji Sakurai, Yoshinobu Takahashi, Koichi Matsuno

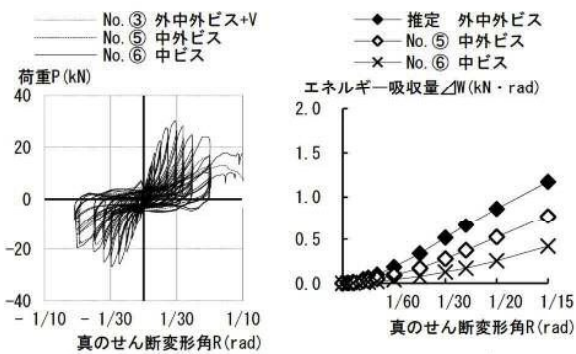


図4 荷重-真のせん断変形角関係

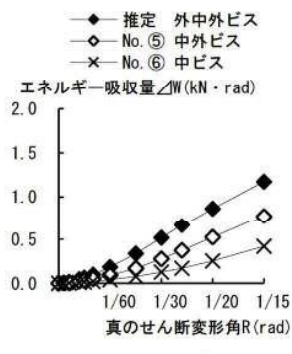


図5 エネルギー吸収量

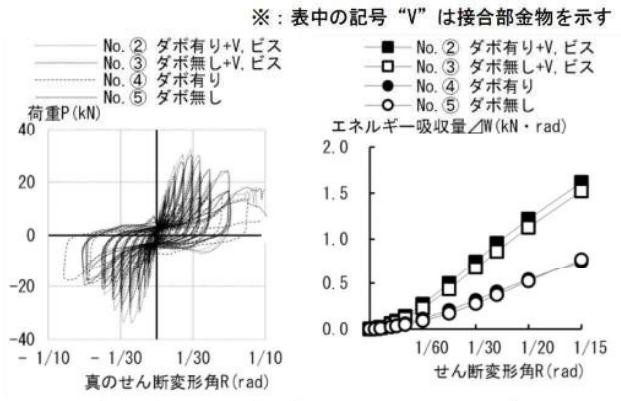


図7 荷重-真のせん断変形角関係

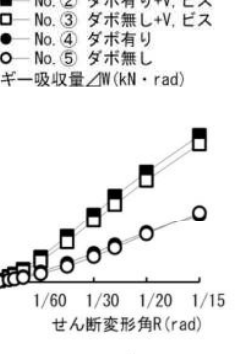


図8 エネルギー吸収量

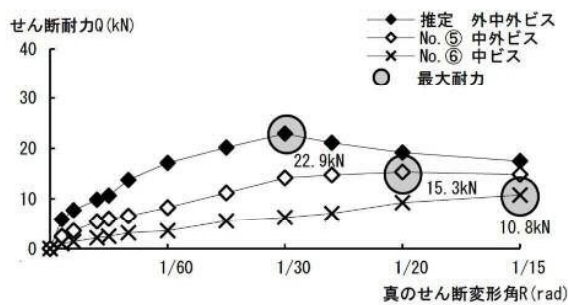


図6 正方向加力時包絡線 (No. ⑤試験体)

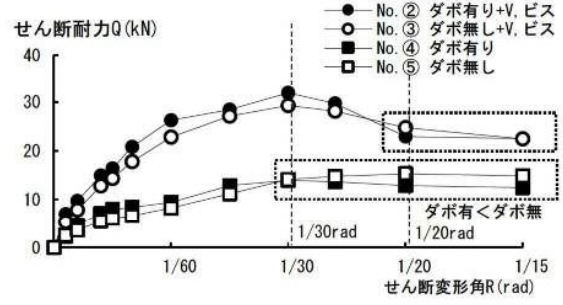


図9 正方向加力時包絡線 (No. ②③④⑤試験体)

2.3 軸組・壁枠の固定方法

使用したダボは、木材種はかし、寸法は直径φ18mm、長さ60mmである。ビスのみでは125mm間隔、ビスとダボ仕様では125mmの間隔で交互に打ち付け固定した。

検討はNo. ④、No. ⑤試験体（軸組・壁枠の固定仕様：ダボ有り、ダボ無し）を用いて行う。また、ビス留め仕様、接合金物の影響を確認するため、No. ②、No. ③試験体（仕様：ダボ-接合金物有り+外中外ビス、接合金物有り+外中外ビス）の比較を行った。図7に荷重-真のせん断変形角関係を、図8にエネルギー吸収量の推移を、図9に包絡線をそれぞれ示す。

図9において、せん断変形角1/30radまでNo. ④試験体はNo. ⑤試験体に対して初期剛性および荷重共に高くなっている。しかし、1/30rad以降では荷重の大小関係が逆転している。接合金物付き、外中外ビス仕様のNo. ②、No. ③試験体の比較においても同様の傾向が確認できた。なお、No. ②、No. ③試験体の比較において、荷重の大小関係が変化する変形角が1/20rad付近となったことは2.1に記した接合金物の影響であり、1/30rad付近を境に荷重低下が発生していることは外中外ビス仕様による影響であると推察される。以上のことから軸組と壁枠をビスとダボ併用で固定すると初期剛性を向上させるが最大耐力にはあまり影響しないことが確認できた。

3. まとめ

本報では、複層斜交重ね板構法による耐震壁の構造性能について仕様による影響に着目して考察した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 接合金物を取り付けることによって、複層斜交重ね板壁の破壊性状で最も顕著であるほどの破壊を抑制できる。
- 2) ビス留め仕様は、固定する壁板の層数が多い仕様ほど大変形時まで耐力の向上が見込める。
- 3) ビスとダボ併用による軸組・壁枠の固定は、初期剛性、せん断耐力を向上させるが、せん断変形角1/30rad以降では、その影響は小さい。

参考文献

- 1) 松野浩一他：重ね板構法による耐震壁に関する研究その1～その14, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2010年～2014年

*1 東洋大学理工学部建築学科学部生
 *2 東洋大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程
 *3 ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社
 *4 株式会社能勢建築構造研究所
 *5 株式会社サンエイコー東日本
 *6 東洋大学理工学部建築学科学部教授 博士(工学)

*1 Under Graduate School, Department of Architecture, Toyo University
 *2 Graduate School of Science and Engineering Research Course, Toyo University
 *3 JR West Japan Consultants Company
 *4 Nose Structural Engineering Inc.
 *5 Saneiko East Japan Company
 *6 Professor, Department of Architecture, Toyo University. Dr.Eng.

複層斜交重ね板構法による耐震壁に関する研究

(その4)アスペクト比の違いがせん断特性に及ぼす影響

複層斜交重ね板壁 初期剛性 降伏耐力
最大耐力 破壊性状と靱性能

正会員 ○柳田 実肃*1
同上 高岩 裕也*2
同上 戸田 充*3
同上 櫻井 暢二*4
同上 高橋 佳伸*5
同上 松野 浩一*6

1. 研究の背景と目的

前報までにおいて、複層斜交重ね板壁の構法および実験概要、実験結果、仕様による影響を考察した。本報ではアスペクト比（壁高さと壁長さの比）に着目し、壁高さ、壁長さが変化した際のせん断耐力及び靱性能への影響を実験結果から検討した。

アスペクト比の影響を見るため、試験体の実験パラメータは壁高さ、壁長さ以外は同一仕様の試験体を検討対象とした。なお、No.①試験体については他の試験体とビス留め仕様が異なるため、前報で算出したビスの影響を差し引いて同じ仕様の試験体として扱っている。

2. アスペクト比

本報で検討した試験体を表1に示す。壁高さに対する壁長さの比をアスペクト比とした。

ここでは、壁高さ3000mm、2560mmともに壁長さ910mmの試験体のアスペクト比を1.00として扱った。

No	壁高さ (mm)	壁長さ (mm)	アスペクト比 (実寸)	アスペクト比 (910基準)
①	3000	665	0.22	0.73
⑤	3000	910	0.30	1.00
⑧	3000	1365	0.46	1.50
⑩	3000	1820	0.61	2.00
⑬	2560	665	0.26	0.73
⑭	2560	910	0.36	1.00
⑮	2560	1365	0.53	1.50
⑯	2560	1820	0.71	2.00

3. 考察

3.1 最大耐力

実験結果より、アスペクト比が変化した時の最大耐力の推移を確認した。図1にアスペクト比と最大耐力の関係を示す。図1から壁高さ3000mmシリーズ、2560mmシリーズともにアスペクト比が大きくなるに従って、最大耐力も大きくなっている。図2から壁長さ665mmを起点として見ると、910mmの試験体は最大耐力の倍率が長さの倍率と等しいもしくはそれより若干小さくなっている。壁長さ1365mm、1820mmの試験体では最大耐力の倍率が長さ

の倍率より大きくなっている。図3に壁高さの違いによるせん断耐力の差の関係を示す。壁長さが同じで壁高さが異なる場合、壁長さ665mm、910mmの試験体では壁高さ2560mm、3000mmでは顕著な差は無いが、壁長さ1365mm、1820mmの壁になると壁高さ3000mmの試験体の方が高いせん断耐力を示す傾向が確認できた。

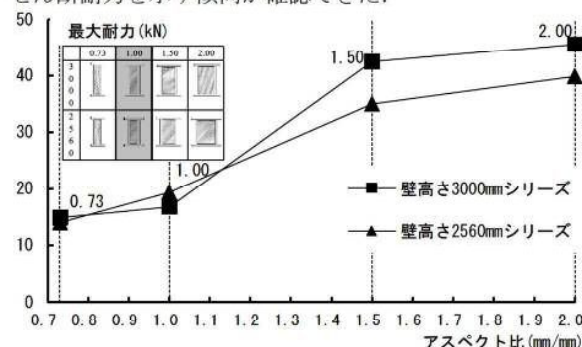


図1 アスペクト比と最大耐力

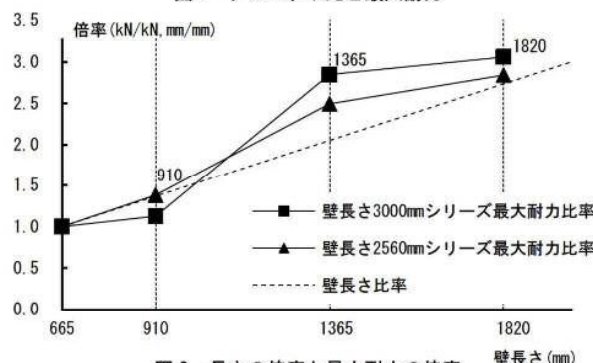


図2 長さの倍率と最大耐力の倍率

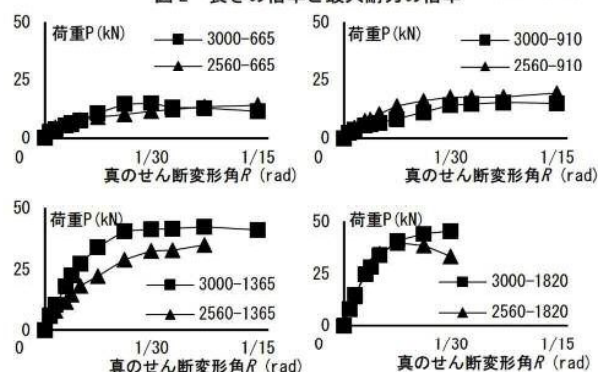


図3 壁高さの違いによるせん断耐力の差

Study on the wooden seismic wall which is comprised of a board with rabbet joint put diagonally each other

(Part4) Influence of difference in aspect ratio on structural performance

Mishuk Yanagida, Yuya Takaiwa, Mitsuru Toda, Nobuji Sakurai, Yoshinobu Takahashi, Koichi Matsuno

3.2 初期剛性

実験結果よりアスペクト比が大きくなった時の初期剛性の推移を確認した。図4にアスペクト比と初期剛性の関係を示す。初期剛性は、荷重-せん断変形角関係において目標せん断変形角の中で最も小さい1/600rad時のせん断剛性とした。初期剛性はアスペクト比が大きくなると概ね比例的に増加しており、高さが一定なら壁長さが長い程、初期剛性が大きくなる傾向が確認できる。

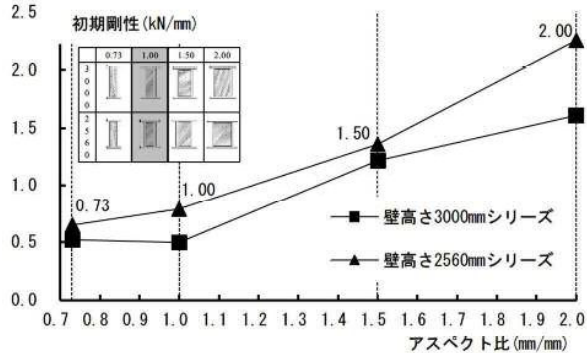


図4 アスペクト比と初期剛性の関係

3.3 降伏荷重

実験結果よりアスペクト比が大きくなった時の降伏荷重の推移を確認した。図5にアスペクト比と降伏変位の関係を示す。降伏荷重は、3.1で示したようにアスペクト比の増大に伴って最大耐力が大きくなっていることに相応して増大している。壁高さ2560mmの試験体は壁高さ3000mmの試験体に比べて初期剛性が高いため、降伏点が3000mmの試験体より初期に現れ、降伏荷重が低くなっていると考えられる。

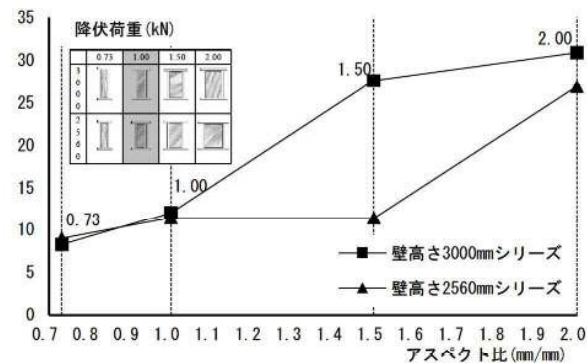


図5 アスペクト比と降伏変形角

3.4 破壊性状

図6にNo.⑤、No.⑩試験体の荷重-真のせん断変形角関係を示す。載荷実験での複層斜交重ね板壁の破壊性状

は、壁長さ665、910mmの壁と壁長さ1365、1820mmの試験体では異なるものとなった。

壁長さ910mm以下の試験体は、せん断変形角が増大するとともに荷重も大きくなり真のせん断変形角1/15radに達し、その後押し切りで真のせん断変形角1/10radに達するか、引張り側柱脚の長ほぞが割裂することに起因して耐力低下を起こしたが、壁長さ1365、1820mmの試験体では真のせん断変形角1/15radに達する前に壁板が面外にはらみ出て1/20radまでに急激な耐力低下を起こした。これは、壁長さが長くなることで荷重が増加し、比較的長い壁板が座屈しやすくなったことが原因だと考えられる。

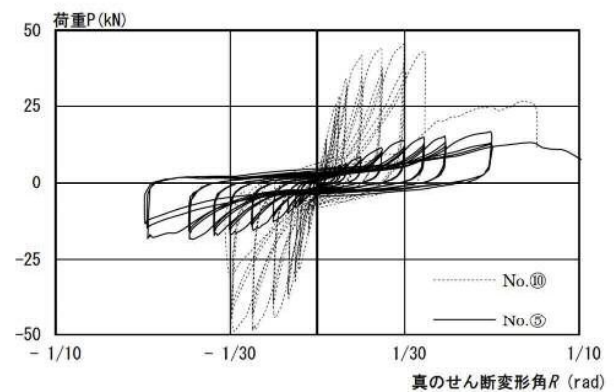


図6 荷重-真のせん断変形角関係 (No.⑤, No.⑩試験体)

5. 結論

本報は複層斜交重ね板壁の面内繰り返しせん断力載荷実験の結果から、壁のアスペクト比の違いがせん断特性に及ぼす影響を確認した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 壁のアスペクト比が大きくなると、最大耐力、初期剛性ととも増大していく傾向が確認できた。
- (2) 壁長さを同じにして壁高さを変化させた場合、壁高さが高い試験体は、低い試験体より初期剛性、最大耐力とも大きく増大する傾向が確認できた。

参考文献

- 1) 松野浩一他：重ね板壁構法による耐震壁に関する研究 その1～14, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2010～2014

*1 東洋大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程
 *2 東洋大学大学院理工学研究科建築・都市デザイン専攻 博士課程
 *3 ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社
 *4 株式会社能勢建築構造研究所
 *5 株式会社サンエイコー東日本
 *6 東洋大学理工学部建築学科教授 博士(工学)

*1 Graduate School of Science and Engineering Research Course, Toyo University
 *2 Doctoral Student, Dept. of Arch. and Urban Design, Toyo University
 *3 JR West Japan Consultants Company
 *4 Nose Structural Engineering Inc.
 *5 Saneiko East Japan Company
 *6 Professor, Department of Architecture, Toyo University. Dr.Eng.

複層斜交重ね板壁構法による耐震壁に関する研究
(その5) 変形増大に伴う剛性推移の定式化

正会員 ○高岩 裕也*1
同上 森本 千尋*2
同上 戸田 充*3
同上 櫻井 暢二*4
同上 板倉 三男*5
同上 松野 浩一*6

複層斜交重ね板壁 面内せん断実験 大変形領域
剛性低下率 変形依存性

1. 研究の背景と目的

筆者らは、過去数年に渡って、重ね板構法による耐震壁に関する研究¹⁾を行ってきた。そして、既存木造建築物の耐震補強への適応といった観点で構法的な改良を行い、既報²⁾では、試験体パラメータをビスの止め方、実知ぎ板の厚さ、試験体アスペクト比に設定した静的面内せん断実験を実施した。そして、せん断耐力、等価粘性減衰常数、エネルギー吸収量を評価パラメータとして分析した。

本報は、複層斜交重ね板構法による耐震壁の構造性能について、せん断変形の増大に伴うせん断剛性の推移の観点から定量的に把握して、既存木造建築物の耐震補強への適応性・有用性について検証を行った。

2. せん断剛性低下率—せん断変形角関係の定式化

面内せん断実験結果より、小変形領域から大変形領域において、せん断剛性低下率—せん断変形角関係の定式化を行う。ここで、木造耐震壁に関する既往研究の多くは、特定せん断変形角におけるせん断耐力による定量的考察を行っている。しかし複層斜交重ね板構法は、特定せん断変形角 1/120 以前における小変形領域から非線形でせん断剛性が変化することを、過去の実験結果¹⁾から確認している。そのため、特定せん断変形角 1/120 おけるせん断剛性を弾性と定義し難い。そこで、特定変形角で最も小さいせん断変形角 1/600 を着目して、正負せん断変形角 1/600 時のせん断剛性 $K_{1/600}$ を基準とした特定変形角毎の剛性 K_i の低下率を評価した。本研究における変形領域は以下のように設定した。

- ・小変形領域：層間変形角 1/600～1/120
- ・中変形領域：層間変形角 1/120～1/60
- ・大変形領域：層間変形角 1/60～1/15

はじめに、アスペクト比の異なる試験体データとして試験体壁高さ 3000mm、枠幅 120mm、ビス仕様：外中外のパラメータが同様のもの No. 2, No. 15, No. 16 試験体（それぞれ、試験体壁長さが 910, 1365, 1820mm）について分析した。ここで、せん断剛性 K_i は、各変形角における試験体長さをせん断耐力から除した 1m 辺りのせん断耐力 (kN/m) により求めた。図 2 から図 4 に結果および回帰式を示す。なお、図中 () 内の符号は、+ が正載荷、- が負載荷を示した。

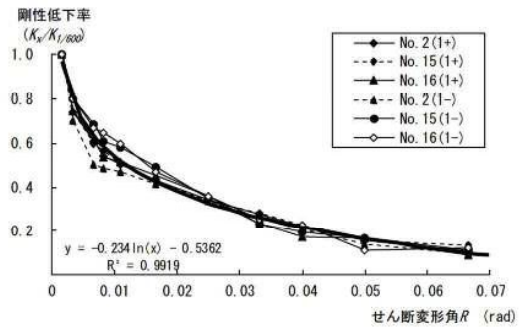


図 1：アスペクト比の差異による影響(1 サイクル目)

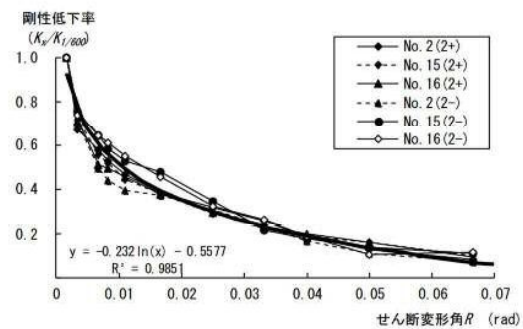


図 2：アスペクト比の差異による影響(2 サイクル目)

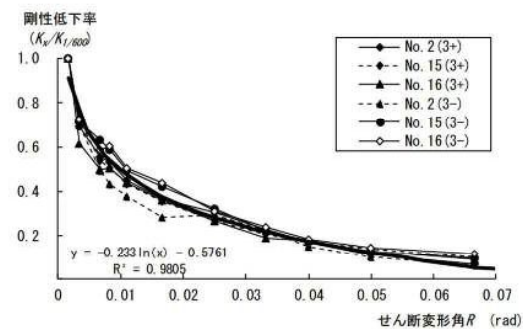


図 3：アスペクト比の差異による影響(3 サイクル目)

続いて、ビス仕様の異なる試験体データとして試験体壁高さ 3000mm、枠幅 120mm、試験体壁長さ 910mm のパラメータが同様のもの No. 1, No. 2, No. 3, No. 4, No. 5 試験体（それぞれ、ビスの仕様が外中外枠ダボビス V, 外中外ビス V, 中外枠ダボビス, 中外ビス, 中ビス）について分析した。図 5 から図 7 に結果および回帰式を示す。

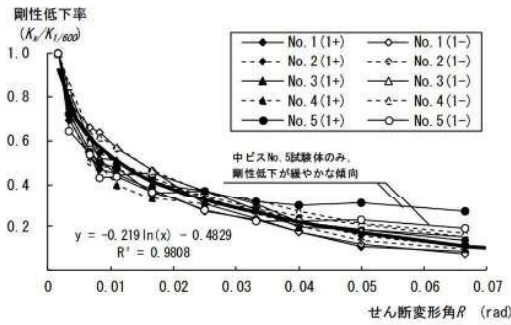


図4：ビス仕様の差異による影響(1 サイクル目)

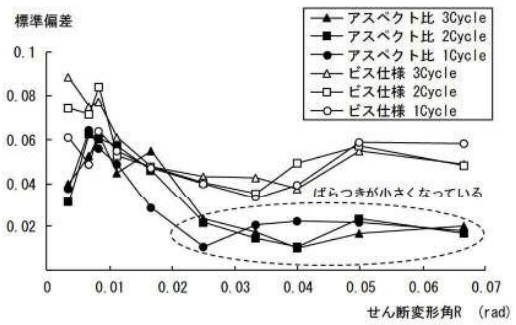


図7：標本標準偏差—せん断変形角関係

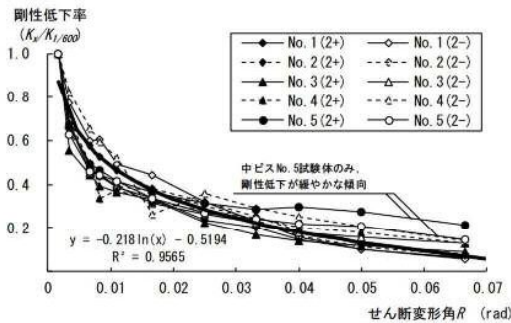


図5：ビス仕様の差異による影響(2 サイクル目)

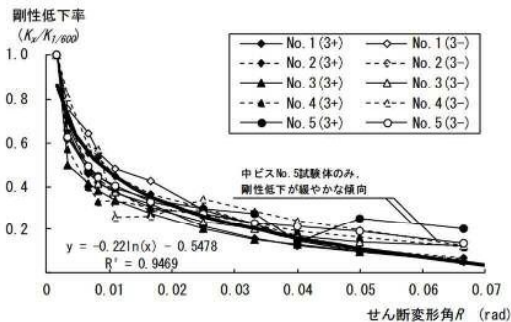


図6：ビス仕様の差異による影響(3 サイクル目)

両者パラメータによる分析結果において、回帰曲線の相関係数が0.94~0.99となり、高い相関を確認した。層間変形角 1/600 時のせん断剛性はビス仕様・壁長さによって異なるものの、それ以降の変形角におけるせん断剛性の推移は、同様の性状を示した。

3. ばらつきに対する考察

2章で分析した試験体の剛性低下率における標本標準偏差を計算した結果を図8に示す。全体を通して標準偏差は0.1以下となり、ばらつきが小さい結果となった。アスペクト比の差異に着目した結果では、中変形領域・大変形領域において特にばらつきが小さくなる傾向を確認した。

4. 結論

本報は、複層斜交重ね板構法による耐震壁の構造性能について、せん断変形の増大に伴うせん断剛性の推移に着目して、静的面内せん断実験の結果を定量的に把握した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 試験体仕様が異なる場合、最大耐力や特定変形角の剛性・耐力にはばらつきが大きくなるものの、層間変形角 1/600 時を基準としたせん断剛性低下率—せん断変形角関係により分析すると、アスペクト比およびビスの仕様の差異による影響はほとんどなく、ばらつきが小さくなる傾向を確認した。
- (2) どの仕様の試験体においても、層間変形角 1/600 以降のせん断変形角増大に伴うせん断剛性の推移には高い相関示しており、アスペクト比の差異では 0.98~0.99、ビス仕様の差異 0.94~0.98 となった。両者とも全ての変形領域において、同様の性状を示した。
- (3) 標本標準偏差を計算すると全体を通して標本標準偏差は 0.1 以下となった。アスペクト比の差異に着目した結果では、中変形領域・大変形領域において特にばらつきが小さくなる傾向が顕著であった。
- (4) (1)~(3)の知見は、仕様の差異があってもせん断変形角増大に伴うせん断剛性の推移は、大変形領域において安定した構造性状となることを示しており、大変形領域まで変形を許容する既存木造建築物の耐震補強への適応性・有用性について確認した。

参考文献

- 1) 松野浩一他：重ね板構法による耐震壁に関する研究その1~その14, 日本建築学会大会学術講演梗概集
- 2) 松野浩一他：複層斜交重ね板壁構法による耐震壁に関する研究その1~その4, 日本建築学会大会学術講演梗概集

*1 東洋大学大学院理工学研究科建築・都市デザイン専攻 博士課程
 *2 東洋大学大学院理工学研究科建築学専攻 修士課程
 *3 ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社
 *4 株式会社能勢建築構造研究所
 *5 株式会社サンエイコー東日本
 *6 東洋大学理工学部建築学科教授 博士(工学)

*1 Doctoral Student, Dept. of Arch. and Urban Design, Toyo University
 *2 Graduate School of Science and Engineering Research Course, Toyo University
 *3 JR West Japan Consultants Company
 *4 Nose Structural Engineering Company
 *5 Saneiko East Japan Company
 *6 Professor, Department of Architecture, Toyo University. Dr.Eng.

複層斜交重ね板壁構法による耐震壁に関する研究 (その6)耐震補強事例

複層斜交重ね板壁 大規模伝統木造建築物 実矧ぎ継ぎ
構造耐力要素 復元力モデル 限界耐力計算

正会員 ○櫻井 暢二*1
同上 戸田 充*2
同上 高岩 裕也*3
同上 松野 浩一*4

1. 研究の背景と目的

前報(その1~その5)で、大規模木造建築物に適用する壁仕様を考案し、そして、既存木造建築物の耐震補強への適応させる為、構法的な改良を行い、壁試験体による面内繰り返しせん断力載荷実験を実施し、実験結果から研究対象壁の構造性能評価の報告を行った。

本報は、この複層斜交重ね板壁構法を既存木造建築物の耐震補強に採用し、耐震補強設計を実施して、耐震安全性を確認したので、その概要について報告する。

2. 対象建物の概要

(a)建物概要

既存木造建築物は、明治42年に竣工し、延床面積4,500m²程度、総2階建ての大規模木造建築物である。建築物の用途はホテルで、平面形状は、6つの棟から構成され、それらが廊下を介して繋がっている。各棟の立面形状は比較的整形である。

(b)構造的特徴

木造軸組構法による2階建ての架構は、135mm×135mmの断面柱に対し垂れ壁・腰壁内に筋交いが設置されている。軸組部材は、檜・松・杉がそれぞれ用いられ、柱については軸力の変動が大きくなる隅柱には檜、中柱は杉とし、木材材種を使い分けている。図1に建物全体キープラン、図2に補強後の1階平面図、図3に軸組図の一部、表1にAブロックの地震力を示す。

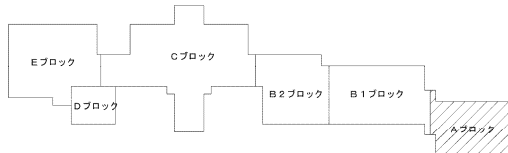


図1：全体キープラン

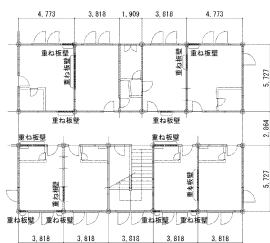


図2：Aブロック1階平面図

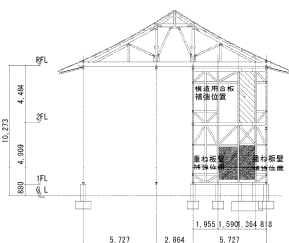


図3：Aブロック軸組図

表1：Aブロック地震力

階	Wi (kN)	ΣWi (kN)	αi	Ai	Ci	Qi (kN)	Pi (kN)
2	914.21	914.21	0.441	1.375	0.275	251.43	251.43
1	1159.67	2073.89	1.000	1.000	0.200	414.78	163.34

3. 耐震性能評価方針

(a)構造計画

耐力要素である柱の耐力は、既存建築物より採取した柱の曲げ試験結果より算出した。また、増設する耐力要素は、複層斜交重ね板壁とし、耐震性能の設計クライテリアを満足するように構造計画を行った。

複層斜交重ね板壁の設置位置は、垂れ壁より下とすることで、天井部分を解体せずに設置でき解体範囲を最小限にした。図4に補強位置図を示す。

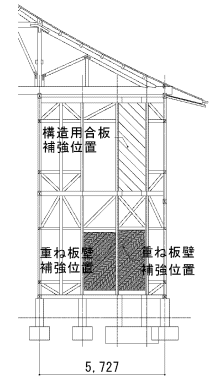


図4：補強位置図

(b)限界耐力計算の適応について

既存建築物の耐震補強設計の評価方法は、耐力比による構造評点で評価する方法¹⁾と、変形性能を適切に評価する方法²⁾があり、本建物のような伝統的な構法による木造軸組は、地震動を受けた軸組に極めて大きな水平変位を生じ、架構の粘り強い性質で地震力に抵抗する特性を適切に評価する必要がある。よって、変形性能を適切に評価する方法として、限界耐力計算により評価を行った。

(c)設計クライテリアの設定

既存建築物の柱の耐力のみを耐力要素として評価している為、安全限界時に柱折れが生じる時点を経済建築物の終局限界変形角に設定した。

柱の終局限界変形角は、垂れ壁・腰壁に筋交いが設置されている為、柱の可撓長さを適切に設定し、柱折れが生じる柱の終局曲げモーメントより算出した。よって、柱の終局限界変形角は、 $R=1/24\text{rad}$ とした。柱の基準長さモデル図を図5に示す。

柱の終局限界変形角から、既存建築物の終局限界変形角に補正を行い、設計クライテリアを以下に設定した。

- 1階：1/35rad
- 2階：1/40rad

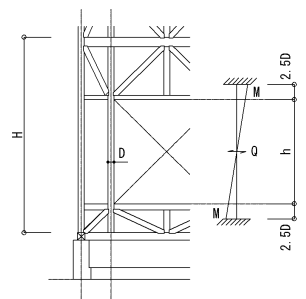


図5：基準長さモデル図

4. 復元力モデルの設定

(a) 採用した試験体の復元力特性

耐震補強に採用した試験体は、試験体高さ 3000mm の試験体長さ 910, 1365, 1820mm (外中外ビス・V)、試験体高さ 2560mm の試験体長さ 665, 910mm (外中ビス) とした。図 6~10 に荷重-変形曲線を示す。

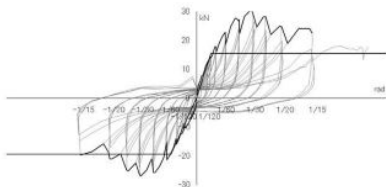


図 6 : 試験体:3000-120-910

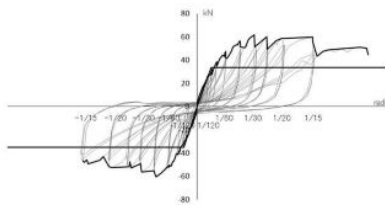


図 7 : 試験体:3000-120-1365

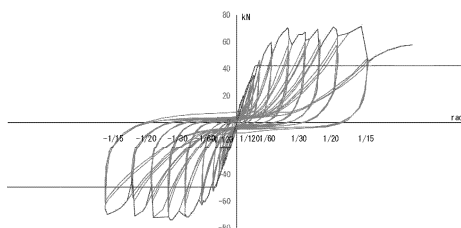


図 8 : 試験体:3000-120-1820

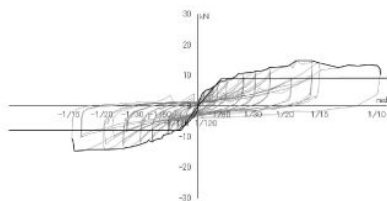


図 9 : 試験体:25620-120-665

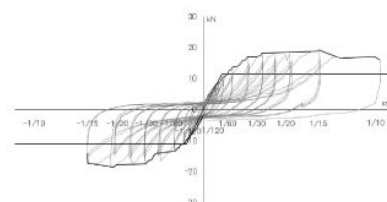


図 10 : 試験体:25620-120-910

(b) 各層の復元力特性

耐震補強後の耐震性能の確認に用いた復元力特性は、柱の曲げ耐力から算出した復元力特性と、複層斜交重ね板壁の復元力特性を足し合わせるにより作成した。

複層斜交重ね板壁の復元力特性は、実験結果を低減 ($\times 0.8$ 倍) し作成した。図 11, 12 に各階の復元力特性を示す。

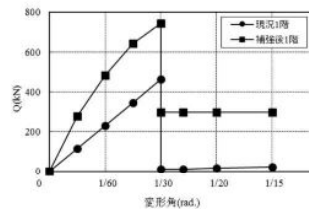


図 11 : 1 階の復元力特性

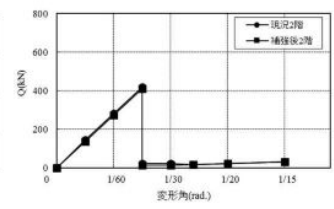


図 12 : 2 階の復元力特性

(b) 限界耐力計算

耐震補強後の軸組の特性 (復元力特性) と検証用地震動 (告示波) により、極めて稀に起こる地震に対して、耐震性能 (設計クライテリア) を満足することを確認した。図 13 に安全限界の Sa-Sd 曲線と応答値を示す。

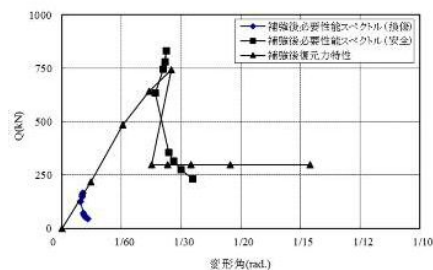


図 13 : 安全限界の Sa-Sd 曲線と応答値

検証結果 : 応答層間変形角 1 階 1/37rad
2 階 1/42rad

5. 結論

本報は、既存木造建築物の耐震補強に複層斜交重ね板壁法を採用し、静的面内せん断実験の結果を用いて耐震補強後の耐震性能の確認を行った事例である。

参考文献

- 2012 年改訂版 木造住宅の耐震診断と補強方法 : (一財) 日本建築防災協会
- 木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル (平成 26 年 4 月版) : (一社) 日本建築構造技術者協会 関西支部

*1 株式会社能勢建築構造研究所
*2 ジェイアール西日本コンサルタンツ株式会社
*3 東洋大学大学院理工学研究科建築・都市デザイン専攻 博士課程
*4 東洋大学理工学部建築学科教授 博士 (工学)

*1 Nose Structural Engineering Company
*2 JR West Japan Consultants Company
*3 Doctoral Student, Dept. of Arch. and Urban Design, Toyo University
*4 Professor, Department of Architecture, Toyo University. Dr.Eng.